

## 鋼製円形変断面橋脚の耐震性評価に関する解析的研究

Numerical study on seismic resistance of a steel bridge pier of pipe section with variable plate-thickness

後藤芳顯\*, 山口栄輝\*\*, 濱崎義弘\*\*\*, 磯江 暁†, 野中哲也++, 林 正拳+++

Yoshiaki GOTO, Eiki YAMAGUCHI, Yoshihiro HAMAZAKI, Akira ISOE, Tetsuya NONAKA and Masataka HAYASHI

\*工博 名古屋工業大学教授 工学部社会開発工学科 (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)

\*\*Ph.D. 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

\*\*\*工修 株式会社神戸製鋼所 都市環境事業部構造技術部 (〒657-0845 兵庫県神戸市灘区岩屋中町4-2-15)

†工博 川崎重工工業株式会社 鉄鋼事業部橋梁技術総括部 (〒136-0076 東京都江東区南砂2-11-1)

++大和設計株式会社 解析グループ (〒889-1403 宮崎県児湯郡新富町大字上富田3191-1)

+++九州工業大学大学院 工学研究科博士前期課程 (〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町1-1)

To evaluate the seismic resistance of bridge piers, it is crucial to know the deformation characteristics under cyclic loading. From this viewpoint, the present study conducts the numerical study to investigate the performance of a steel bridge pier of pipe section with variable plate-thickness under static and dynamic cyclic loading conditions. In the static analysis, the finite element analyses with three different constitutive models are performed, and it is found that a different constitutive model gives a different out-of-plane deformation pattern. In the dynamic analysis, the finite element analysis indicates that a different local-buckling mode from that observed in the static analysis may take place. Nevertheless, since out-of-deformation is not significant under the seismic loading considered herein, a SDOF system with the 2-parameter model yields good results. A bilinear type of restoring-force model is also used in the dynamic analysis of a SDOF system. Various values are assigned to the parameters in this model so as to seek the way to find the best values.

*Keywords: steel bridge pier, seismic resistance, static analysis, dynamic analysis*

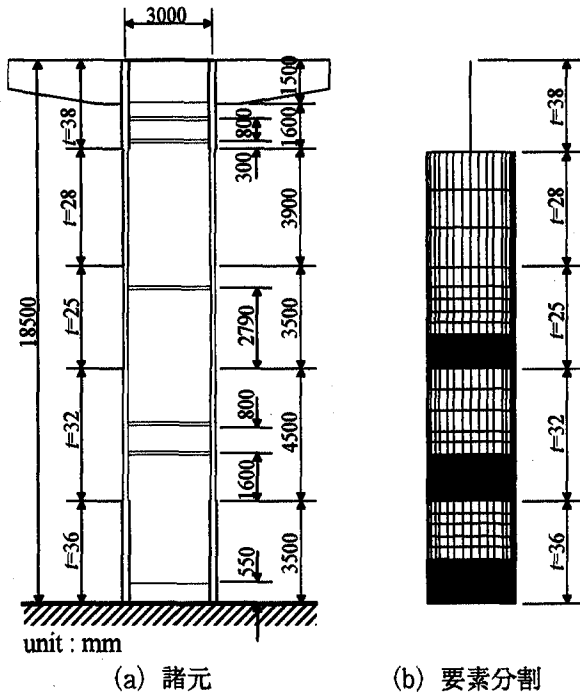
## 1. はじめに

発生する確率は低いながらも極めて大きな地震動に対して、鋼製橋脚の損傷を許容した機能保持型の耐震設計<sup>1)</sup>を行う場合、その繰り返し荷重下での変形挙動を把握することが重要である。そのような観点から、多くの載荷実験が行われてきている。鋼製橋脚の耐震性解明は実験によるのが原則と思われるが、費用や時間的な制約から実験のみの検討には限界があり、解析による検討も不可欠である。すでに、有限要素法を用いた鋼製橋脚の非線形解析が行われ、シェル要素を用いることにより、局部座屈が再現され、解析法に関してかなりの知見が蓄えられてきている<sup>2)-6)</sup>。静的な繰り返し荷重下については、実験供試体を解析対象として、構成則の比較検討が行われ、修正二曲面モデル<sup>7)</sup>と三曲面モデル<sup>6)</sup>が高精度であることが報告されている<sup>3), 5)-7)</sup>。しかしながら、既存の橋脚の多くが変断面であるにもかかわらず、

そうした実橋脚に近い解析モデルを用いた構成則の比較はまだ十分には行われていない。

シェル要素を用いた橋脚の非線形動的有限要素解析結果の報告は、静的解析に比べるとはるかに少なく、中村<sup>8)</sup>や後藤ら<sup>6)</sup>の論文が見られる程度である。これは主に、非線形動的解析が多大な計算時間を必要とすることに起因していると思われる。道路橋示方書<sup>1)</sup>では鋼製橋脚の耐震設計に非線形動的解析を必要としているが、研究レベルでさえあまり実施されていない非線形動的有限要素解析が、近い将来、設計に広く使用されるとは考えにくい。少なくとも現時点では、橋脚を1自由度系でモデル化して解析するのが現実的な設計用の解析法と思われる。

鋼製橋脚の1自由度モデルで使用される代表的な復元力モデルには、道路橋示方書<sup>1)</sup>に示されているバイリニアモデルと鈴木ら<sup>9)</sup>による2パラメータモデルがある。いずれもハイブリッド地震応答実験結果との比較により有効性は検討されている<sup>9), 10)</sup>が、



(a) 諸元 (b) 要素分割

図-1 鋼製円形断面橋脚

バイリニアモデルはパラメータ（屈曲点等）の設定法が明確ではなく、2パラメータモデルについては円形断面橋脚への適用性が明らかではない。またこれら1自由度モデルの有効性の検討は等断面の実験模型に対してのみ行われており、実橋脚に近い解析モデルを用いた検討は行われていない。

以上のことに鑑み、本研究では、実橋脚をモデルとした鋼製円形変断面橋脚の静的解析、動的解析を行う。静的解析においては、ミーゼス型の弾塑性モデルを採用し、硬化則には等方硬化則と移動硬化則を用いる。さらに、三曲面モデルによる解析も行い、構成則の違いによる解析結果の差を検討する。動的解析においては、三曲面モデルによる有限要素解析および1自由度モデルの解析を行う。バイリニア型の復元力モデルによる解析では種々のパラメータ値を採用し、有限要素解析の結果と比較することにより、パラメータ設定法を検討する。なお、本研究のすべての有限要素解析には汎用ソフトであるABAQUS<sup>11)</sup>を用いる。等方硬化則はABAQUSに標準的に組み込まれているが、移動硬化則（多直線近似型）ならびに三曲面モデルについてはユーザーサブルーチンでABAQUSに組み込んでいる。

## 2. 解析モデル

本研究では、図-1(a)に示すような鋼製T型円形断面橋脚を解析対象に取り上げる。横リブは幅250mm、

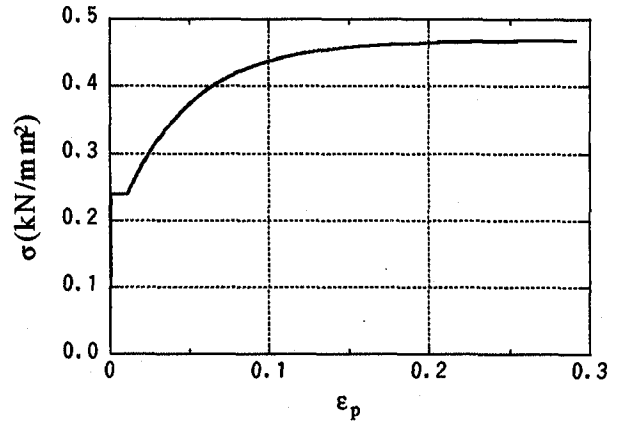


図-2 真応力-対数塑性ひずみ関係

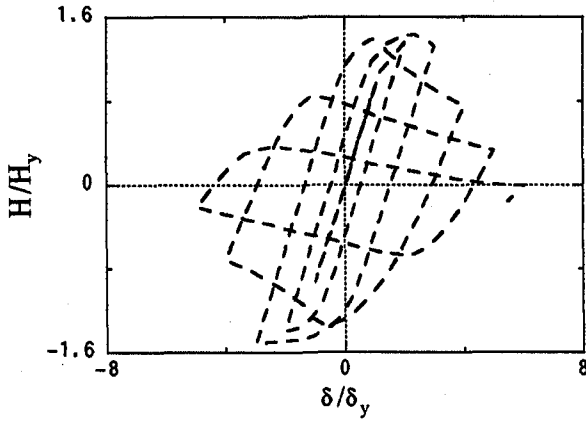
厚さ16mmで、自由端に幅100mm、厚さ16mmの板を取り付けたT形断面となっている。既存のものを参考にしたこの橋脚では、板厚が高さ方向に変化している。上部工重量は、最小板厚（25mm）断面の降伏軸力の15%を仮定する。この橋脚の鋼材は、図-2に示す真応力-対数塑性ひずみ関係を有するものとする。また、残留応力と幾何学的初期不整は無視し、橋脚下端は固定とする。

解析に際しては、水平梁の部分は剛と仮定した円筒形の橋脚モデルとし、さらに対称性を利用して1/2のみを解析対象領域とした。局部座屈の心配がない上端部は梁要素でモデル化したが、それ以外は横リブも含めてすべてシェル要素で分割している。局部座屈が生じる可能性のある板厚変化点近傍は、細かな要素を使用している。要素分割に際しては、既存の文献<sup>2), 3), 6), 8), 12), 13)</sup>を参考にした。図-1(b)に要素分割図を示しているが、使用要素数はシェル要素(S4R) 2051個、梁要素(B310S) 5個である。

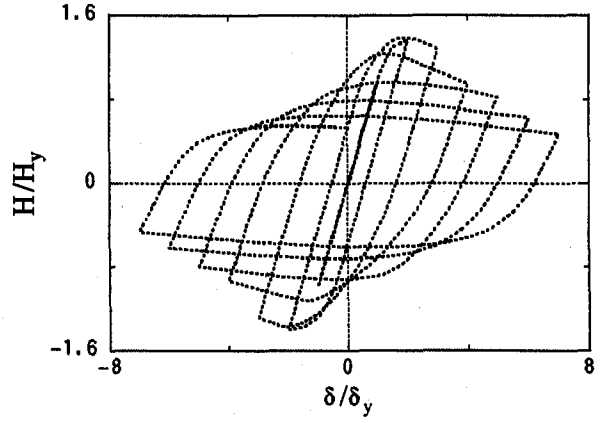
## 3. 静的解析

### 3.1 解析条件

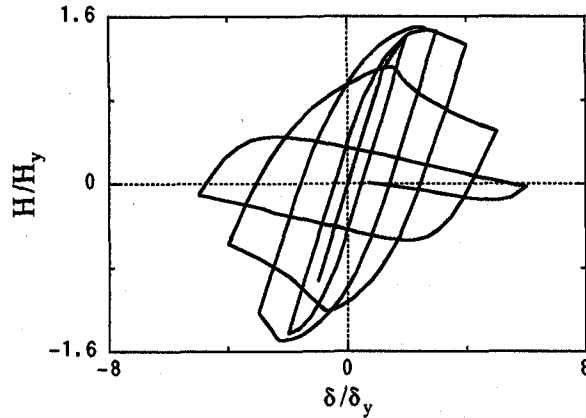
先に記したように、解析対象の橋脚には上部工重量として一定の圧縮軸力を常時載荷する。この静的解析では、さらに、繰り返し水平荷重 $H$ を橋脚上端に作用させる。水平荷重 $H$ の大きさは、ABAQUSの変位制御機能を使用して、載荷点の水平変位 $\delta$ の振幅が $0 \rightarrow +\delta_y \rightarrow -\delta_y \rightarrow +2\delta_y \rightarrow -2\delta_y \rightarrow \dots$ と漸次増加しながら変化するように制御する。なお、基本変位 $\delta_y$ は、橋脚を片持梁と見なして求めた初期降伏水平力 $H_y$ に対応する載荷点水平変位の理論値であり、この橋脚の場合には、 $H_y = 304tf$ 、 $\delta_y = 8.9\text{cm}$ となる。なお、ここで採用した載荷条件は、鋼製橋脚の耐震



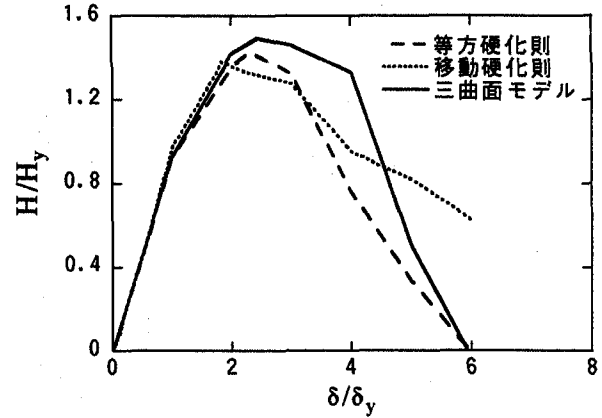
(a) 等方硬化則



(b) 移動硬化則



(c) 三曲面モデル



(d) 包絡線

図-3 水平荷重-水平変位関係

性評価を行う際の標準的なものである<sup>14)</sup>。

本解析では、幾何学的非線形、材料非線形の両方を考慮するが、構成則はミーゼス型の弾塑性モデルとし、硬化則には等方硬化則と移動硬化則を用いる。これら一般的な構成則に加えて、ここでは三曲面モデルによる解析も実施する。

### 3.2 解析結果

#### (1) 荷重-変位関係

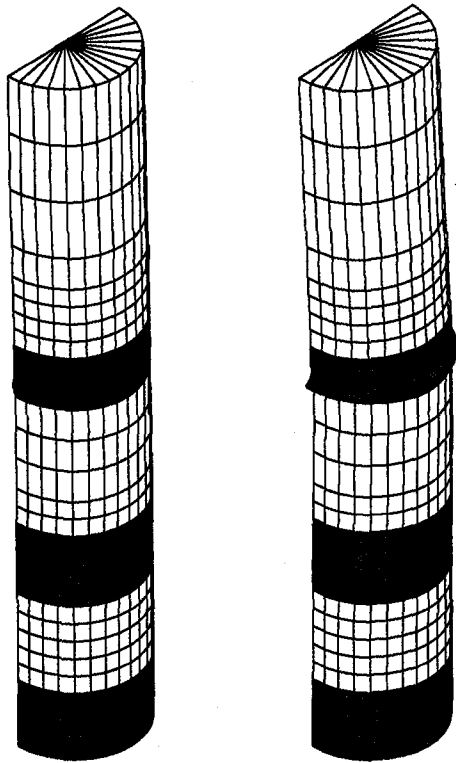
解析結果として、図-3(a)~(c)に載荷点での水平荷重  $H$  - 水平変位  $\delta$  関係の無次元化履歴曲線を示している。等方硬化則と三曲面モデルの結果が比較的良く似た曲線となっている。移動硬化則による解析では、履歴ループの形状が角張ったものになっているが、これは弾性域が一定の大きさに保たれることに起因した、移動硬化則の典型的な履歴曲線性状<sup>3), 6)</sup>である。

図-3(d)には履歴応答曲線の第一象限における包絡線を描いている。 $H/H_y$  が約 1.4 までは構成則による差は認められないが、これ以降、移動硬化則、等方硬化則、三曲面モデルの順で、最大耐荷力に達し、耐荷力は低下していく。耐荷力低下は等方硬化則の場合が最も急で、三曲面モデルでは最大耐荷力到達後しばらくは緩やかな劣化をするが、その後急激に低下する。移動硬化則の場合、最大耐荷力には早く達するが、その後の耐荷力低下は他の場合よりもむしろ緩やかである。

#### (2) 変形状

載荷点での水平変位が  $+3\delta_y$  と  $+5\delta_y$  の際の変形状態を図-4~6に示す。 $+3\delta_y$  は耐荷力の低下が少し始まった段階、 $+5\delta_y$  は耐荷力低下がかなり進行した時点での変形図である。

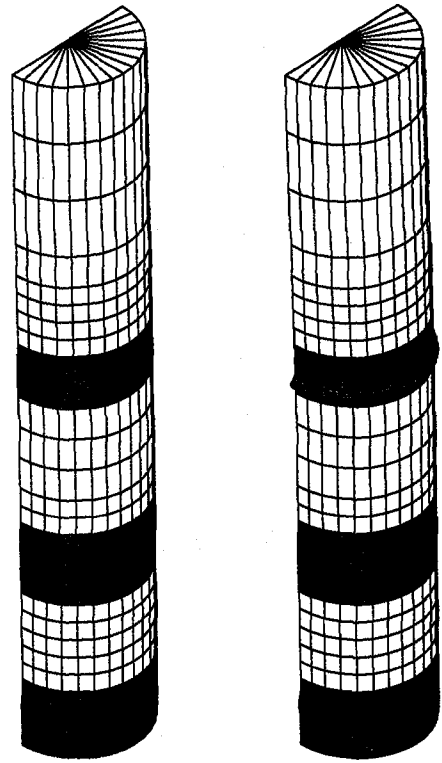
構成則により、局部座屈の発生箇所にかんがりの違



(a) + 3  $\delta_y$

(b) + 5  $\delta_y$

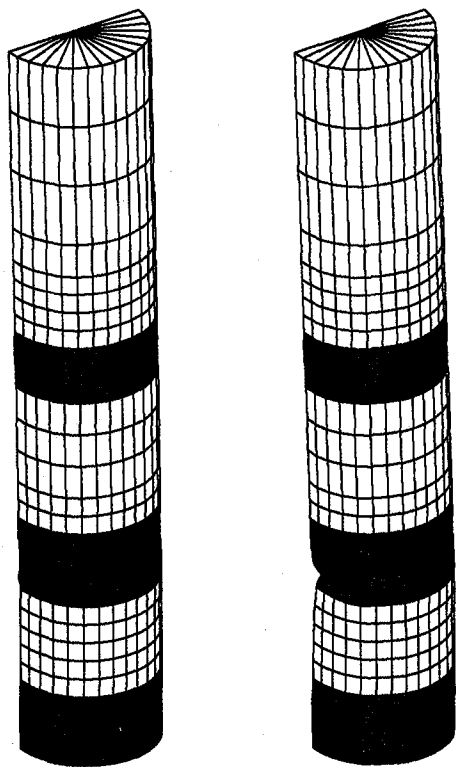
図-4 変形状 (等方硬化則)



(a) + 3  $\delta_y$

(b) + 5  $\delta_y$

図-6 変形状 (三曲面モデル)



(a) + 3  $\delta_y$

(b) + 5  $\delta_y$

図-5 変形状 (移動硬化則)

いが見られる。等方硬化則では、板厚が 25mm の部分の下端部で局部座屈が生じている。これに対し、移動硬化則による解析では、板厚 32mm の部分の下端部で局部座屈が起きている。またこの場合には、いわゆる提灯座屈ではなく、内側にへこむモードとなっている。このようなモードが生じうることは、他の計算例でも報告されている<sup>6)</sup>。

三曲面モデルの場合には、最大耐荷力到達後しばらくは橋脚下端部での面外変形が認められるが、ある時点から、板厚 25mm の部分の下端部で局部座屈が急速に進行する。図-3 (c) の荷重-変位曲線で認められる急激な耐荷力低下は、板厚 25mm 部での座屈発生に伴うものである。

### 3.3 考察

構成則により、解析結果に違いが生じているが、 $H/H_y = 1.4$  付近までは荷重-変位曲線はほぼ同じであり、最大耐荷力の差もたかだか 8% である。同じ寸法の供試体を用いた載荷実験でも、最大耐荷力に 15% 以上の開きが見られる<sup>14)</sup> ことを考慮すれば、この程度の差は許容範囲と思われる。したがって、三曲面モデルの使用が最も好ましい<sup>3), 6)</sup> が、最大耐荷力付近までの解析には、一般的な弾塑性モデル (等

方硬化則または移動硬化則を用いたミーゼス型モデル)の使用も可能と考えられる。等断面円形橋脚を対象とした検討でも同様の結論が得られている<sup>3)</sup>。

この橋脚を片持梁に見立てて解析すると、橋脚下端で最初に降伏応力に達するが、その際には、板厚 32mm や板厚 25mm の部分の下端でも降伏応力の 90% 前後に達している。すなわち、橋脚上部の方が作用曲げモーメントは小さいものの、板厚も変化するため、それほど大きな余裕があるわけではない。そのため、構成則による座屈モードの違いは、等断面橋脚を対象とした解析でも報告されている<sup>6)</sup>が、変断面橋脚ではそれがより顕著に現れると考えられる。

荷重-変位曲線の違いは、耐荷力の低下域で明確になっているが、これは局部座屈モードと深く関係している。最も板厚の薄い断面(板厚 25mm)で座屈の生じた等方硬化則の場合、面外変形の進行が速く、耐荷力が急激に低下している。三曲面モデルの場合は、橋脚下端部の板厚 36mm の部分で面外変形が生じている間は耐荷力の低下は遅いが、板厚 25mm の部分で局部座屈が生じ始めると急激に劣化し始める。板厚 32mm の部分で面外変形が進行する移動硬化則の解析では、耐荷力の低下は比較的緩やかになっている。すなわち、この円形変断面橋脚では、構成則の違いによって局部座屈発生箇所が異なり、そのことに起因して最大耐荷力以降の水平荷重-変位曲線に違いが生じたと考えられる。

板厚が薄い部分で局部座屈が発生した場合、そこで大きな変形が生じ、橋脚全体の変形特性に支配的な影響を及ぼし得る。等方硬化則と三曲面モデルの解析結果はそのような場合に該当し、構成則が異なるにもかかわらず劣化域の荷重-変位曲線が比較的良く似ているのは、板厚 25mm の部分で発生した局部座屈が大きな面外変形を引き起こして橋脚全体の変形挙動に大きく寄与したためと考えられる。

#### 4. 動的解析

##### 4.1 解析条件

入力地震波として、兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で記録された加速度データ(30秒間)のNS成分を用いて動的解析を行う。この解析では、図-1(b)に示す要素分割を用いた有限要素解析に加えて、橋脚を1自由度系でモデル化した解析も実施する。なお、減衰については鋼材の塑性化による履歴減衰以外は無視する。

有限要素解析では、上部工質量として橋脚上端部に上部工重量相当の集中質量を与え、橋脚部には

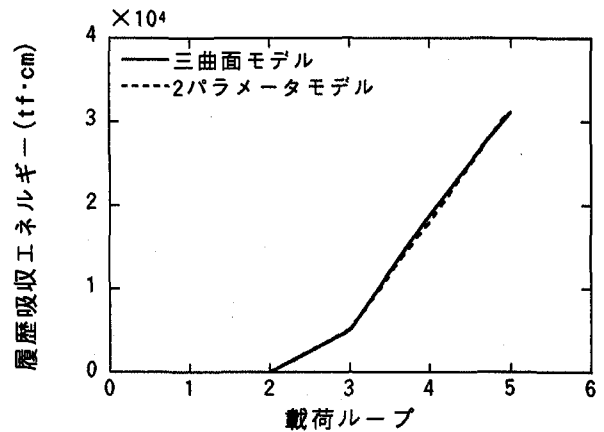


図-7 履歴吸収エネルギーの比較

7850kg/m<sup>3</sup>の分布質量を仮定する。幾何学的非線形、材料非線形の両方を考慮し、構成則には三曲面モデルを用いる。1自由度モデルの解析では、復元力特性に2パラメータモデル<sup>9)</sup>とバイリニアモデル<sup>1)</sup>を適用する。これらのモデルのパラメータ設定には、三曲面モデルによる静的解析結果を用いる。2パラメータモデルは、矩形断面橋脚に対してかなりの検討が行われ、その有効性が示されている<sup>9)</sup>が、円形断面橋脚に関してはまだほとんど検討されていない。ここでは矩形断面橋脚の検討結果を参考に、解析対象橋脚の径厚比が大きく、道路橋示方書<sup>1)</sup>の径厚比制限を満たしていないこと、静的解析結果でも最大耐荷力以降の粘りがあり見られないことを考慮に入れ、Aタイプの2パラメータモデルを用いる。2つのパラメータ値は、静的解析で得られた履歴吸収エネルギー特性を再現できるように決められ、ここでは $\alpha=50.0$ と $\beta=0.5$ に設定した。図-7に、2パラメータモデルによる載荷ループごとの履歴吸収エネルギーを示している。この図には有限要素解析(三曲面モデル)による結果も示しているが、2つの履歴吸収エネルギー特性は非常に良く一致している。

バイリニアモデルのパラメータ設定については、道路橋示方書<sup>1)</sup>にも明確な方法は示されていない。そこで、本研究では、水平荷重-水平変位関係において、次のような方針でバイリニア型復元力モデルを作成し、パラメトリック解析を行う。

- (a)第一直線は原点と降伏点( $H_y, \delta_y$ )を通る直線とする。
- (b)第一直線上に屈曲点を取り、その点と許容変位点を結ぶ直線を第二直線とする。

本研究では許容変位点として、( $H_m, \delta_m$ )、( $H_m, \delta_{95}$ )、

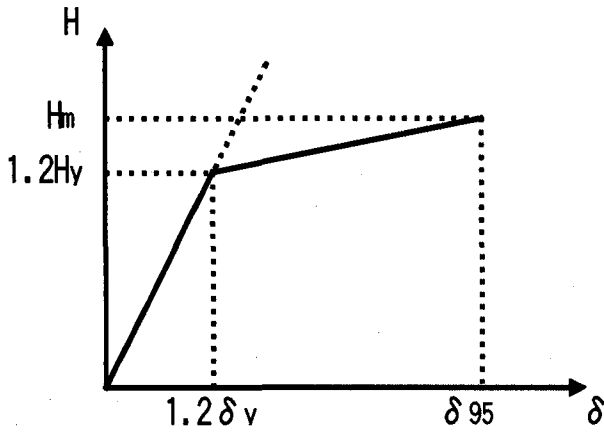
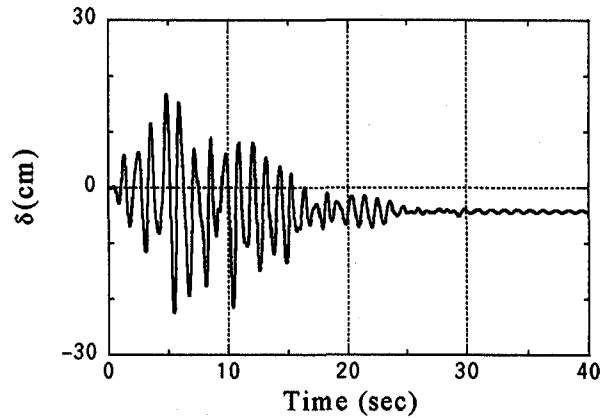


図-8 バイリニアモデルの骨格曲線例

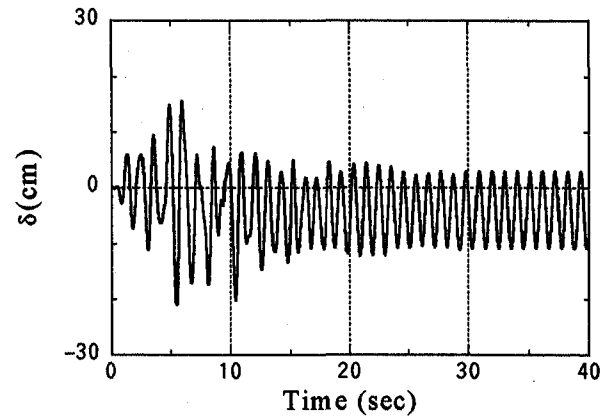
( $H_{95}, \delta_{95}$ )の3点を取り上げる。ここに、 $H_m$ は最大耐荷力、 $\delta_m$ はそれに対応する変位、 $H_{95}$ は最大耐荷力の95%、 $\delta_{95}$ は劣化域において $H_{95}$ に対応する変位である。道路橋示方書<sup>1)</sup>では、タイプIIの地震動に対して、耐力低下の小さな領域の最大変位を許容変位の目安に設定することになっており、また統計処理により、 $\delta_{95}$ の推定式が提案されている<sup>13), 15)</sup>ことから、本研究では耐荷力が95%に低下した点も許容変位点として考慮することにした。許容変位点が( $H_m, \delta_m$ )と( $H_m, \delta_{95}$ )の場合には、屈曲点として第一直線上で $H_y$ ,  $1.1H_y$ ,  $1.2H_y$ ,  $1.3H_y$ ,  $1.4H_y$ ,  $H_m$ に対応する6個の点を考える。 $H_m$ の場合には、完全弾塑性モデルとなる。 $(H_{95}, \delta_{95})$ が許容変位点の場合には、第一直線上の $H_y$ ,  $1.1H_y$ ,  $1.2H_y$ ,  $1.3H_y$ ,  $H_{95}$ の5点を屈曲点として考慮する。 $H_{95}$ の場合は、完全弾塑性モデルである。したがって、バイリニアモデルに関しては、合計17ケースの解析を行うことになる。図-8に、( $H_m, \delta_{95}$ )を許容変位点、第一直線上の $1.2H_y$ に対応する点を屈曲点としたときの、バイリニアモデルの骨格曲線を示す。

#### 4.2 解析結果および考察

図-9に、有限要素法と2パラメータモデルによる水平変位の時刻歴応答を示している。本解析では、塑性化による履歴減衰のみを考慮しているため、鋼製橋脚内の局所的な塑性化を扱える有限要素解析と塑性化を簡便に扱う2パラメータモデルの差が地震動後半で目立ってくるが、主要地震動時の変形挙動については良く一致した結果となっている。また、地震動が終了する30秒以降の領域では自由振動となり、その振動の中心変位を残留変位と見なせる。最大応答変位ならびに残留変位を表-1にまとめているが、いずれの値も2つの解析で良く一致している。



(a) 有限要素法



(b) 2パラメータモデル

図-9 時刻歴応答変位

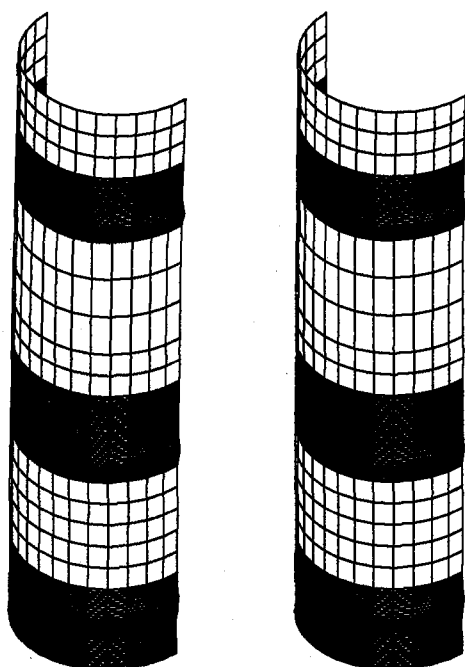
表-1 動的解析結果 (有限要素解析, 2パラメータモデル)

解析法	最大応答変位	残留変位
有限要素法	-22.55 cm	-4.36 cm
2パラメータモデル	-21.11	-4.03

図-10に有限要素解析で得られた変形状態を、変位を5倍に拡大して描いている。5.6秒は最大応答変位付近、40秒は自由振動時に対応する。この解析では橋脚下端部と2箇所各板厚変化部で面外変形が生じており、静的解析の面外変形モード(図-6)とはかなり異なったものになっている。これは、局部座屈モードが複数存在する円形変断面橋脚では、静的解析で得られた局部座屈モードと異なったモードが地震時に発生する可能性を示唆するものである。ただし、本解析では、動的最大応答変位が $2.5\delta_y$ 程度であり、面外変形がそれほど大きくなく、局部座屈が変形挙動に支配的な影響を及ぼす段階には至っ

表-2 動的解析結果 (バイリニアモデル)

ケース	許容変位点	屈曲点	最大応答変位	残留変位
1-1	(H <sub>m</sub> , δ <sub>m</sub> )	Hy	-21.5 cm	-0.49 cm
1-2		1.1Hy	-21.4	-0.14
1-3		1.2Hy	-21.5	-0.14
1-4		1.3Hy	-22.2	1.02
1-5		1.4Hy	-23.4	2.23
1-6		H <sub>m</sub>	-25.0	4.14
2-1	(H <sub>m</sub> , δ <sub>95</sub> )	Hy	-23.6	-2.41
2-2		1.1Hy	-21.5	-3.16
2-3		1.2Hy	-20.8	-1.50
2-4		1.3Hy	-21.8	1.08
2-5		1.4Hy	-23.4	2.71
2-6		H <sub>m</sub>	-25.0	4.02
3-1	(H <sub>95</sub> , δ <sub>95</sub> )	Hy	-23.8	-3.95
3-2		1.1Hy	-21.9	-4.49
3-3		1.2Hy	-20.5	-2.19
3-4		1.3Hy	-21.6	0.66
3-5		H <sub>95</sub>	-23.8	2.67



(a) 5.6秒 (b) 40秒

図-10 変形状 (動的解析)

ていない。そのため、静的解析結果をもとにパラメータ値を決定した2パラメータモデルでも、有限要素解析と良く一致した計算結果を得ることができたと考えられる。しかしながら、静的解析と動的解析で局部座屈モードが異なり得ることと、静的解析結果のところ論じたように、局部座屈発生箇所によって、耐荷力低下の度合いが大きく異なることを考え合わせれば、円形変断面橋脚の動的解析を2パラメータモデルで行う際には注意が必要と思われる。

バイリニアモデルで得られた最大応答変位と残留変位を表-2にまとめている。最大応答変位は比較的違いが少なく、一部の結果を除き、有限要素解析や2パラメータモデルの結果と良く一致している。これに対し、残留変位はばらつきが大きく、有限要素解析や2パラメータモデルの結果と符号の異なるものさえある。最大応答変位よりも残留変位の方が解析条件に敏感なのは、後藤ら<sup>6)</sup>による非線形動的解析の結果でも認められている傾向である。最も良い結果が得られているのは、許容変位点が(H<sub>95</sub>, δ<sub>95</sub>)、屈曲点が1.1H<sub>y</sub>の場合(ケース3-2)である。図-11にその時刻歴応答を示す。なお、バイリニアモデルは劣化勾配を含まず、その適用は局部座屈の影響が小さな場合に限られるが、本解析では最大応答変位がそれほど大きくなく、面外変形も小さいため、十分適用範囲内である。

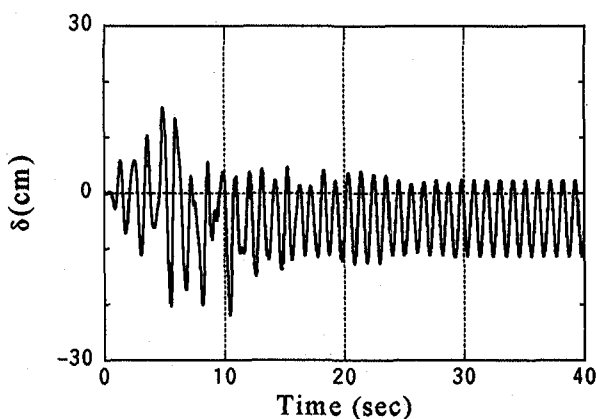
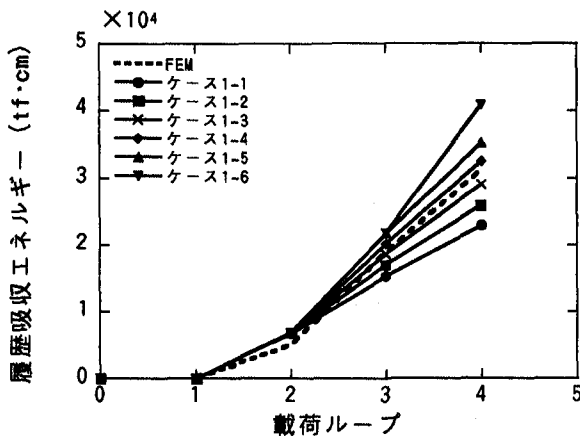
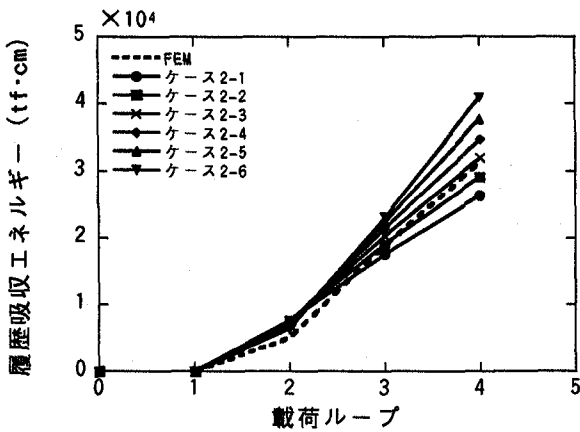


図-11 時刻歴応答変位 (ケース3-2)

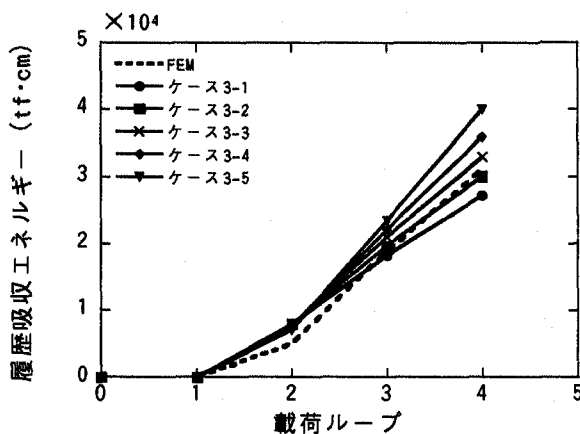
図-12にバイリニアモデルにおける各ループごとの履歴吸収エネルギーを示している。本動的解析では3ループめまでの履歴吸収エネルギー特性が重要であるが、良好な結果が得られているケースでは、有限要素解析(三曲面モデル)の履歴吸収エネルギー曲線と良く合った履歴吸収エネルギー特性になっており、屈曲点および許容変位点の設定に際しては、履歴吸収エネルギー特性が一つの目安になることがわかる。しかしながら、許容変位点が(H<sub>m</sub>, δ<sub>m</sub>)の場合、屈曲点を1.2H<sub>y</sub>に取れば、履歴吸



(a) 許容変位点 ( $H_m, \delta_m$ )



(b) 許容変位点 ( $H_m, \delta_{95}$ )



(c) 許容変位点 ( $H_{95}, \delta_{95}$ )

図-12 履歴吸収エネルギー (バイリニアモデル)

収エネルギー特性は有限要素解析の結果と良く合うが、その動的解析結果を見ると、最大応答変位は有限要素解析や2パラメータモデルの結果と良く一致しているものの、残留変位の値はかなり異なる。残留変位については、今後さらなる検討が必要である。

## 5. まとめ

本研究で得られた円形変断面橋脚に関する検討結果をまとめると次のようである。

### (i) 静的解析

a) 等方硬化則や移動硬化則を用いた一般的な弾塑性モデルで得られた最大耐荷力は、三曲面モデルによる結果とそれほど大きな差は見られない。そのため、最大耐荷力付近までの有限要素解析には、一般的な弾塑性モデルの使用も可能であると思われる。

b) 構成則の違いにより、異なった箇所でも局部座屈が発生した。局部座屈発生箇所の板厚が薄いほど面外変形は大きくなり、耐荷力の低下が急速に進む。そのため、構成則の違いは最大耐荷力後の荷重-変位曲線で顕著に現れる。

### (ii) 動的解析

a) 地震荷重下の局部座屈モードは、静的荷重の場合と必ずしも一致しない。

b) 2パラメータモデルによる1自由度系の動的解析結果は有限要素解析の結果と良く一致した。本解析では面外変形があまり大きくないが、実務設計の計算においては、そのような範囲での解析が必要とされることから、2パラメータモデルは円形変断面橋脚の設計解析に対しても有効であると考えられる。

c) バイリニアモデルによる1自由度系の動的解析では、パラメータ値により、残留変位は大きく変動するが、最大応答変位は変動が小さく、有限要素解析や2パラメータモデルの結果と比較的良好一致している。良好な結果が得られたケースでは、履歴吸収エネルギー特性が有限要素解析(三曲面モデル)の結果と良く合っており、パラメータ設定の際には履歴吸収エネルギー特性が一つの目安になることが明らかになった。ただし、履歴吸収エネルギー特性が良く一致していても、残留変位がかなり異なった値になる場合もあった。

以上は、本研究で取り上げた橋脚に対するものであり、今後さらに多くの橋脚に対して同様の検討を行



う必要がある。

ところで、実験に比べれば、解析にかかる費用・時間はかなり少ないと思われるが、それでも、本研究で行ったような非線形動的有限要素解析を行うにはかなりの時間が必要である。ちなみに、本研究では、Alpha 21164A (500MHz) を搭載した DEC のワークステーションを使用した。CPU 時間は6日を超えた。入力データの作成、出力結果の処理を含めば、結果を得るまでに10日程度は必要となる。またこの種の計算は高次非線形形であるため、いつも収束解が得られるとは限らない。そうした事態が起これば、結果を得るまでには、さらに時間がかかる。現段階では、この種の解析を通常的设计実務で実施するのは到底無理と思われる。これに対し、1自由度モデルの解析は、ノートパソコン (Pentium 233MHz 程度) でも計算時間は10秒を切る。したがって、本研究で取り上げた2パラメータモデルやバイリニアモデルの有効性や精度を検討していくことは、設計実務上、非常に重要であると思われる。その意味でも、今後、本研究と同様の検討を続けていく必要があると考えている。

#### 謝辞

本研究は、日本鋼構造協会次世代土木鋼構造委員会橋梁システムと耐震性小委員会 (委員長: 藤野陽三東京大学教授) の活動の一環として行ったものであり、委員会メンバーから貴重な助言をいただいた。また本研究に関連して、著者の一部は鋼材倶楽部から研究助成を受けた。ここに記して深く感謝する。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 丸善, 1996年。
- 2) 高久達将, 安藤紘三, 川井豊, 山本学, 松田宏: 地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト, 橋梁と基礎, pp.138-141, 1996年8月。
- 3) 大田孝二, 中村聖三, 小林洋一, 中川知和, 水谷慎吾, 野中哲也: 鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性, 橋梁と基礎, pp.33-39, 1997年12月。
- 4) 構造工学震災調査特別小委員会: 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 土木学会 (構造工学委員会), 1997年。
- 5) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の繰り返し弾塑性解析用構成則の実験データによる検証, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.201-210, 1998年。
- 6) 後藤芳顯, 王慶雲, 高橋宣男, 小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.189-206, 1998年。
- 7) Shen, C., Mizuno, E. and Usami, T.: Development of cyclic two-surface model for structural steels with yield plateau, NUCE Report, No.9302, 1993。
- 8) 中村秀治: 鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.205-219, 1996年。
- 9) 鈴木森晶, 宇佐美勉, 寺田昌弘, 伊藤努, 才塚邦宏: 鋼製箱形断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp.191-204, 1996年。
- 10) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書 (VII), 1997年。
- 11) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.7, HKS, 1997。
- 12) 桜井孝昌: 構造工学震災調査特別小委員会WG2資料 (WG2-27), 土木学会構造工学委員会, 1996年。
- 13) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉, 松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No.577/I-41, pp.181-190, 1997年。
- 14) 建設省土木研究所, 首都高速道路公団, 阪神高速道路公団, 名古屋高速道路公社, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同報告書 (I), 1997年。
- 15) 葛漢彬, 高聖彬, 宇佐美勉: 鋼製箱形断面橋脚の繰り返し弾塑性解析と耐震性評価, 鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, pp.85-92, 1997年。

(1998年9月18日受付)